

## **ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO IN C.A. ATTRAVERSO IL PREVALENTE USO DELL'ACCIAIO DA CARPENTERIA**

### **SEISMIC RETROFITTING OF A MULTI-STOREY RC BUILDING BY STEEL MEMBERS**

Elio Lo Giudice, Gian Luigi Di Marco  
Studio Tecnico Lo Giudice & Di Marco  
Canicattì (AG) - Italia  
logiudice.dimarco@gmail.com

#### **ABSTRACT**

In this work the design solutions adopted for seismic retrofitting of a rc multi story structure by means of steel members are exposed.

#### **SOMMARIO**

L'adeguamento ha riguardato un edificio avente quattro elevazioni fuori terra in cemento armato costruito negli anni '70. L'edificio ha ospitato la Tenenza dei Carabinieri di Canicattì. L'entrata in vigore delle NTC 2008 è stata l'occasione per lo svolgimento delle verifiche di vulnerabilità sismica. Come era naturale attendersi, visti la sua concezione strutturale, vista la funzione che assolve di edificio strategico, si è reso necessario un intervento di adeguamento sismico.

Oltre all'aumento della capacità resistente di alcuni elementi, si è voluto diminuire la domanda di spostamento della struttura nei confronti delle azioni sismiche, in modo da rendere compatibile la sua capacità di spostamento con quella richiesta dal sisma. Tutto ciò, è stato reso possibile prevalentemente grazie all'uso dell'acciaio da carpenteria. Nella presente memoria si espongono i risultati ottenuti inseguito ad un'analisi statica non lineare e i vantaggi economici ed operativi per la realizzazione dell'intervento.

#### **1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA**

L'edificio è costituito da quattro elevazioni fuori terra. La copertura è a falde. La forma in pianta è quella di una L con lato corto leggermente accennato. La superficie è circa 400 m<sup>2</sup> per piano. Si possono distinguere 5 prospetti e su tutti sono presenti dei balconi a soletta piena. La finestratura è regolare senza disassamenti.

La struttura è realizzata con telai in c.a., collegati perimetralmente con travi alte, ma spesso privi di collegamenti trasversali tra i pilastri interni.

Il solaio ha spessore di (16+4=20 cm) tale da ipotizzare un comportamento di piano rigido. Il vano ascensore realizzato con setti in c.a. ha una posizione centrale così come il vano scala.

Le dimensioni dei pilastri sono le stesse dal piano terra sino all'ultimo piano; la dimensione della sezione trasversale è 30x50 cm. Tutte le travi alte hanno dimensione della sezione 30x50 cm. Le poche travi a spessore hanno sezione 50x22 cm.

Le travi di fondazione sono a sezione rettangolare con sezione 50x90 cm. Tali travi non sono collegate in modo sistematico così da formare un reticolo chiuso. Mancano molti dei collegamenti trasversali interni.

La copertura è realizzata a falde inclinate, con struttura portante in travi di legno, sostenuta da muri in blocchi di arenaria, costruiti in corrispondenza delle travi in c.a. di piano sottostante. Tale schema statico è assolutamente inopportuno, di difficile identificazione normativa e, oltretutto, carica inutilmente tutta la struttura in sommità, laddove i carichi dovrebbero essere ridotti al minimo.

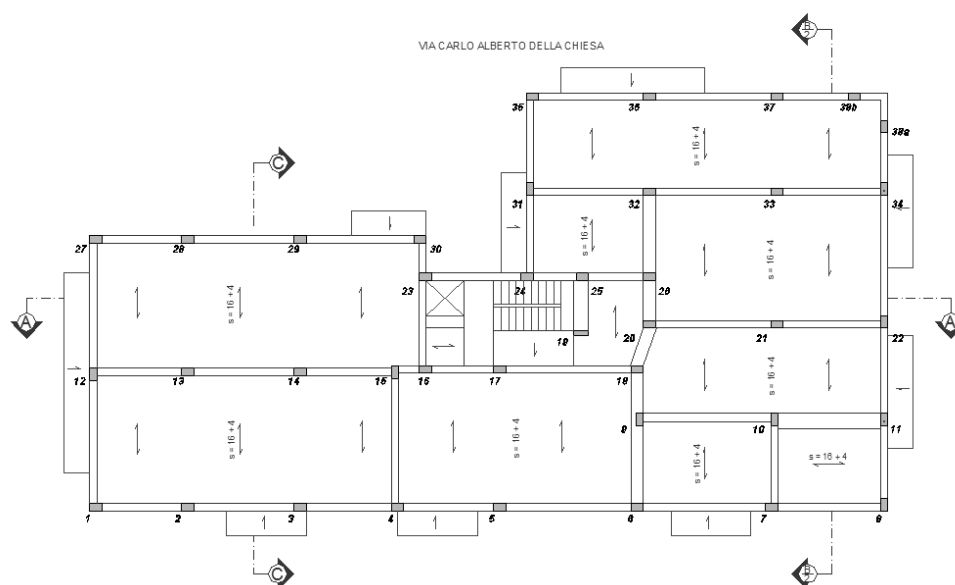


Fig. 1 – Pianta Piano tipo

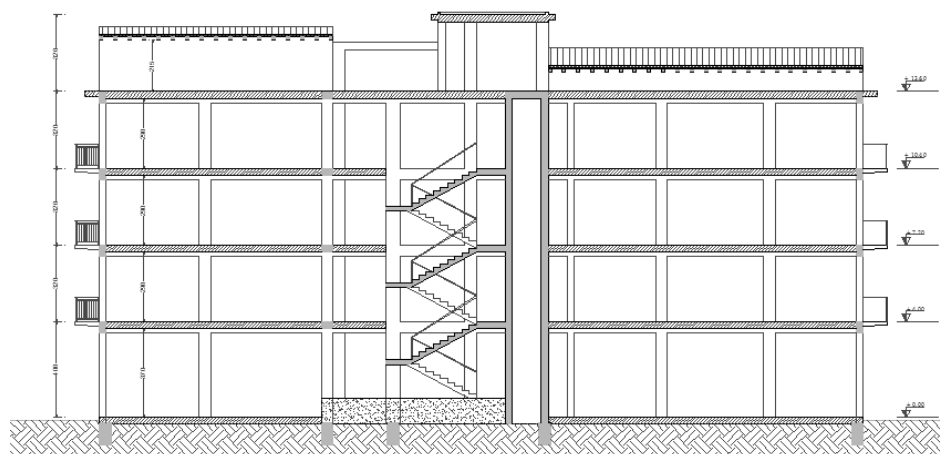


Fig. 2 – Sezione A-A

## 2 PROCEDUTA DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è stata eseguita prima e dopo l'intervento. Inoltre tramite questo procedimento si sono potute individuare con maggiore precisione le carenze strutturali de-

gli elementi strutturali e la tipologia di intervento da adottare per raggiungere i livelli di sicurezza prefissati.

### 2.1. Livello di conoscenza

Vista l'alta probabilità di procedere con un intervento di adeguamento sismico, al fine di limitare i costi dei lavori, si è preferito già nella fase di studio pre-intervento di raggiungere un livello di conoscenza accurata (LC3) così come definito in Tab. C8A.1.2. Ciò ha permesso di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a 1,00.

### 2.2. Risultati delle indagini

I risultati ottenuti dimostrano che il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione del fabbricato è di qualità variabile: si passa da valori decisamente bassi per i pilastri del piano terra a valori più accettabili per gli altri piani.

	Classe di resistenza
Piano Terra	C12/15
Piano Primo	C15/19
Piano Secondo	C13/16
Piano Terzo	C13/16

Tab. 1

I pilastri hanno solo 6 ferri longitudinali del diametro di 14 mm e staffe del diametro di 6 mm. Per non compromettere la staticità della struttura e si è scelto di prelevare una barra e una staffa per indagarne la qualità.

I valori di snervamento e rottura non sono in effetti quelli che ci si aspetta da una barra ad aderenza migliorata: infatti non si supera il valore di  $256 \text{ N/mm}^2$  per la barra estratta al pilastro del piano terra e si arriva al massimo a  $394 \text{ N/mm}^2$  per il pilastro del piano secondo. Anche per le barre di armatura si ripresenta dunque quanto già osservato a proposito della qualità del calcestruzzo ai piani inferiori. Evidentemente all'epoca della realizzazione dell'opera i materiali non erano così omogenei. Al contrario le staffe, pur essendo lisce, hanno valori di snervamento e di rottura tipico delle barre ad aderenza migliorata.

Di seguito si dimostra l'inadeguatezza della concezione strutturale e della capacità resistente di alcuni pilastri e alcune travi da addebitare alla carenza di acciaio.

### 2.3. Risultati delle verifiche nella fase pre-intervento

Prima di procedere all'analisi sismica, si è voluto appurare se la struttura possedesse adeguata capacità resistente nei confronti dei soli carichi gravitazionali; contrariamente, risulterebbe superflua ai fini di un giudizio sulla sicurezza della struttura l'analisi sismica: in tal caso, la struttura certamente non possederebbe riserve di resistenza tali da permetterle di sopportare neppure una piccola aliquota del sisma di progetto.

Le verifiche hanno rilevato quanto segue:

- Gli elementi strutturali meno resistenti sono le travi, a causa della carente armatura trasversale;
- Molti pilastri del piano terra hanno una capacità resistente inadeguata; ciò è da addebitarsi alla scarsa armatura longitudinale e alla scarsa qualità del calcestruzzo.
- Le travi di fondazione sono particolarmente sollecitate a causa della modesta superficie di contatto con il terreno.

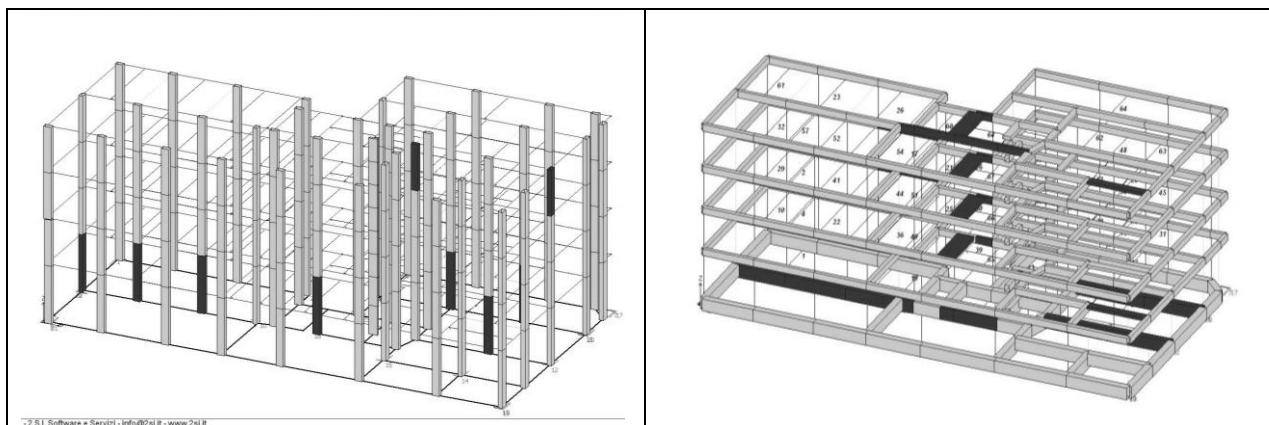


Fig. 3 – Elementi primari non verificati per combinazioni SLV di soli carichi verticali

### 3 PROGETTO DELL'INTERVENTO

Effettuata la valutazione della sicurezza nello stato di fatto, vista l'inadeguatezza della struttura a sopportare anche i soli carichi verticali, visto l'uso a cui è dedicato l'immobile (Caserma dei carabinieri – Classe d'uso IV - Struttura strategica ai sensi dell' O.P.C.M. n. 3505/2006 e s.m.i), si è proceduto al progetto dell'*intervento di adeguamento* così come previsto dal § 8.4.1. delle NTC 2008.

#### 3.1. Criterio ispiratore dell'intervento

Preme evidenziare che gran parte degli interventi sono stati pensati con il preciso intento di migliorare la risposta globale della struttura alle sollecitazioni derivanti dal sisma di progetto e quindi non solo con il mero fine di operare un rinforzo locale degli elementi che si è dimostrato possedere scarse capacità di resistenza.

In particolare, con gli interventi messi in atto si sono perseguiti seguenti obiettivi: 1) diminuzione della domanda di spostamento della struttura nei confronti delle azioni sismiche, così da rendere compatibile la sua capacità di spostamento con quella richiesta dal sisma; 2) aumento della resistenza e duttilità di alcuni elementi primari; 3) stemperare gli effetti di una progettazione originaria totalmente priva di sensibilità verso le problematiche inerenti la sismica delle costruzioni.

Si passa a descrivere nel dettaglio le varie tipologie di intervento e la loro finalità.

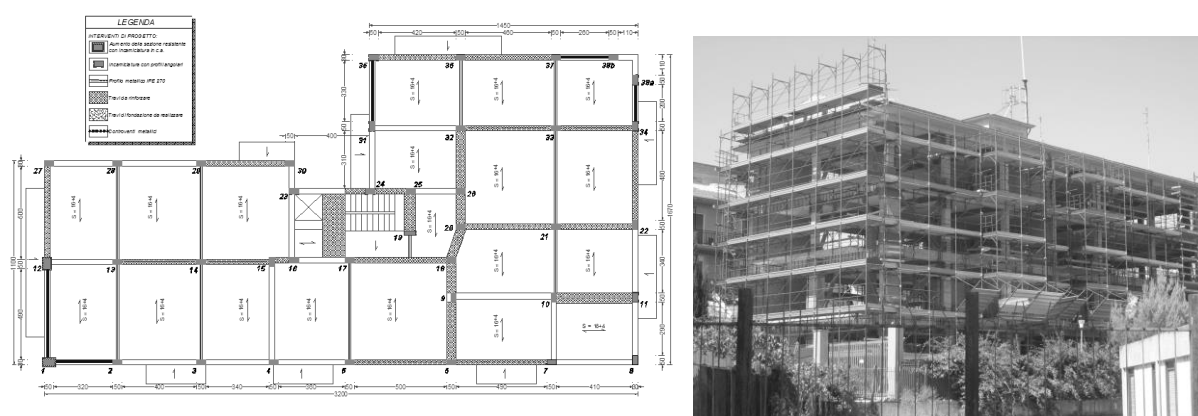


Fig. 4 – Interventi su impalcato tipo e Indicazione qualitativa dei controventi su un prospetto

#### 3.1.1. Intervento in fondazione

Dai saggi e dai rilievi effettuati si è constatata la presenza di un reticolo di travi di fondazione in

gran parte aperto sprovvisto di travi di collegamento.

Inoltre, viste l'elevate pressioni di esercizio trasmesse dalla struttura sul terreno di sedime, si è intervenuto con la realizzazione di una serie di collegamenti, così da riuscire a comporre un reticolo di travi a maglie chiuse.

### 3.1.2. Intervento di rinforzo dei pilastri

Si prevedono due tipi di interventi a secondo delle esigenze statiche e tecnologiche legate alla posizione degli elementi interessati. I pilastri interessati sono solo quelli individuati dall'analisi del dissesto e dall'ulteriore analisi sismica, perché presentano evidenti carenze strutturali e un livello di sicurezza inferiore a quello prefisso dalla Norma.

L'intervento ha quindi interessato a tutti quei pilastri per i quali l'incamiciatura in acciaio (calastrelli) risulterebbe insufficiente a causa della bassa resistenza del cls esistente e all'esiguità della sezione.

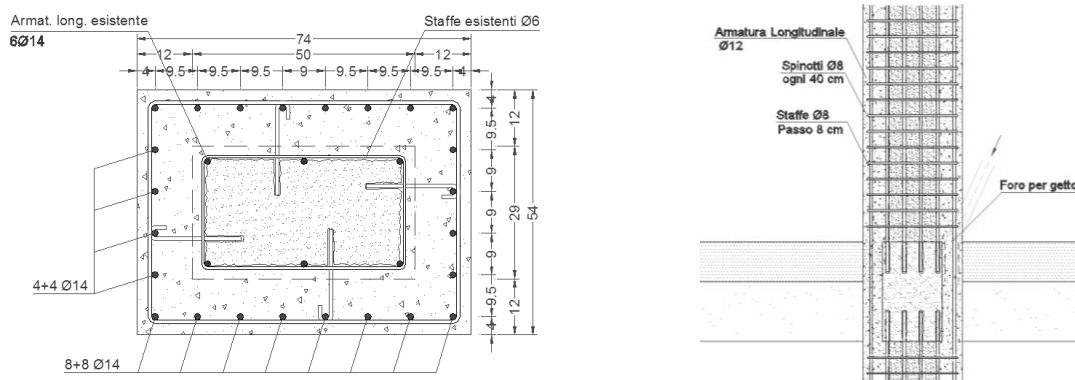


Fig. 5

Il rinforzo dei pilastri per confinamento con camicia in acciaio permette di conseguire l'aumento della resistenza a taglio, aumento della capacità deformativa e l'aumento della capacità portante verticale per l'effetto confinamento.

Questa tecnica prevede di ottenere il confinamento del pilastro tramite quattro angolari LU 70x7 disposti lungo l'intera lunghezza del pilastro e bande aventi spessore di 8 mm e altezza di 80 mm, da saldare direttamente sugli angolari con un passo di 30 cm.

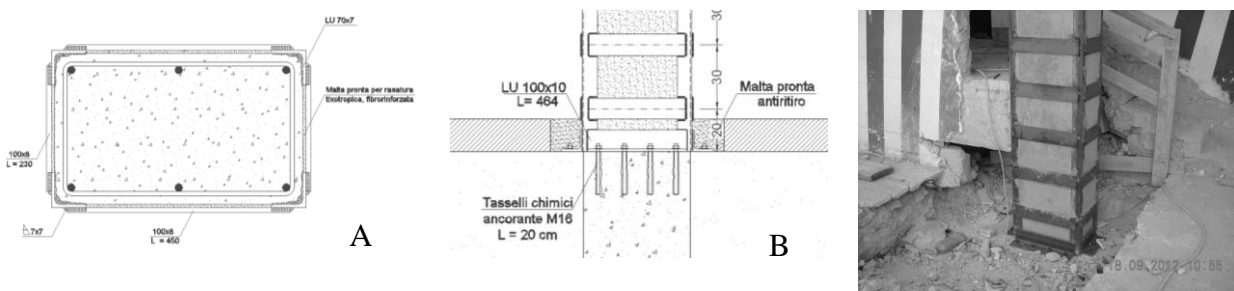


Fig. 6- Incamiciatura pilastro: A) Sezione Pilastro, B) Collegamento degli angolari con la fondazione

### 3.1.3 Intervento di rinforzo a taglio e torsione delle travi dei piani in elevazione

In particolare, dall'analisi statica non lineare, durante la verifica degli elementi "fragili" è emersa la scarsa carenza di staffe in molte delle travi ai vari impalcati. Il rinforzo sarà realizzato con l'inserimento di staffe assemblate in opera.

Si distinguono le travi alte da quelle a spessore. Per le travi alte verranno realizzati due fori passanti l'intero spessore del solaio, in aderenza alle travi, attraverso cui inserire delle barre filettate aventi diametro Ø12; queste saranno collegate inferiormente e superiormente tramite

piattine larghe 50 mm aventi spessore di 8 mm e dadi. Il passo di tali staffe sarà di 30 cm. Per le travi a spessore i fori saranno effettuati all'interno della trave a circa 10 cm dal bordo interno.

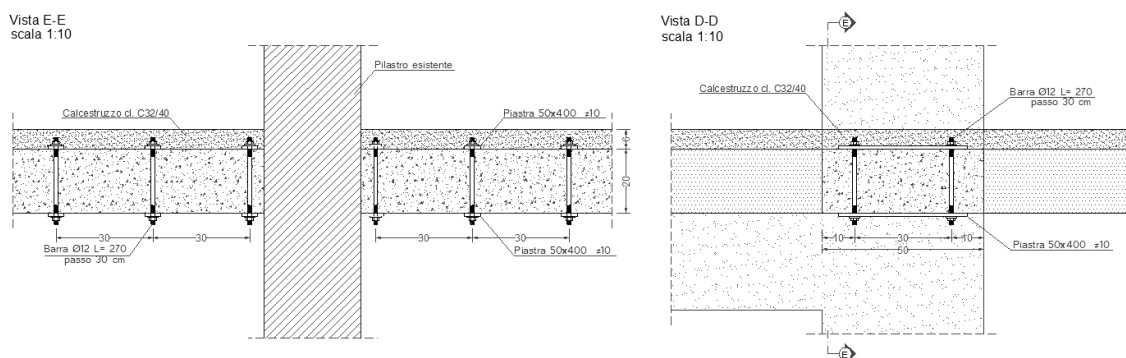


Fig. 7 – Intervento di rinforzo a taglio su trave a spessore

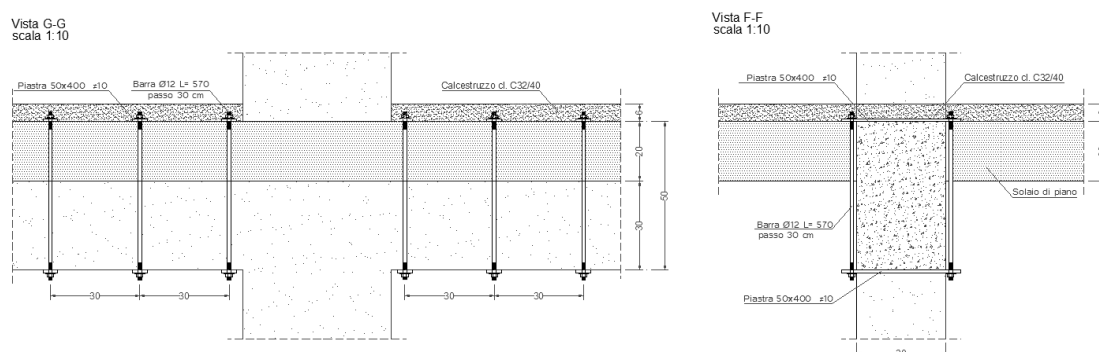


Fig. 8- Intervento di rinforzo a taglio su trave alta

### 3.1.4. Intervento di inserimento di controventi di parete in acciaio

Tale strategia di intervento comporta l'inserimento di una struttura ausiliaria che lavori in parallelo con quella esistente per fronteggiare l'azione sismica.

L'obiettivo è quello di ottenere una riduzione della domanda in termini di spostamento della struttura esistente, in modo da rendere compatibile la sua capacità di spostamento con quella richiesta dal sisma. Per quanto detto la metodologia di calcolo più adatta è certamente quella statica non lineare (pushover) che permette un controllo degli spostamenti e una verifica della reale capacità di spostamento della struttura nel suo complesso anche oltre la fase elastica.

Operativamente l'intervento prevede l'utilizzo di controventi di tipo concentrico a "Croce di S. Andrea" e "controventi eccentrici" a secondo della necessità dettate dalla distribuzione delle aperture nei prospetti dell'edificio. Si è previsto l'utilizzo di 5 pareti di controvento distribuite perimetralmente all'edificio, una per ciascun lato. Le aste sono state realizzate con profili accoppiati e collegati ai telai in c.a. tramite piastre e barre filettate. Si sono utilizzati UPN 160 (acciaio S275 J) per le prime due elevazioni e UPN 140 per quelle seguenti.

Per i controventi eccentrici si è previsto l'inghisaggio di una trave composta da 1 profilo IPE 200 alla trave in c.a.. In tal modo si ottiene da una parte, il rinforzo delle travi in c.a. che altrimenti riceverebbero direttamente un elevato carico concentrato e dall'altra, un più facile collegamento con le aste diagonali.

### 3.1.5. Intervento per il collegamento dei telai trasversali con travi in acciaio

Su ciascun orizzontamento sono state inserite, ove mancanti; delle travi di collegamento tra i telai trasversali. Per le travi si sono utilizzati profili IPE 270. Si è quindi proceduto

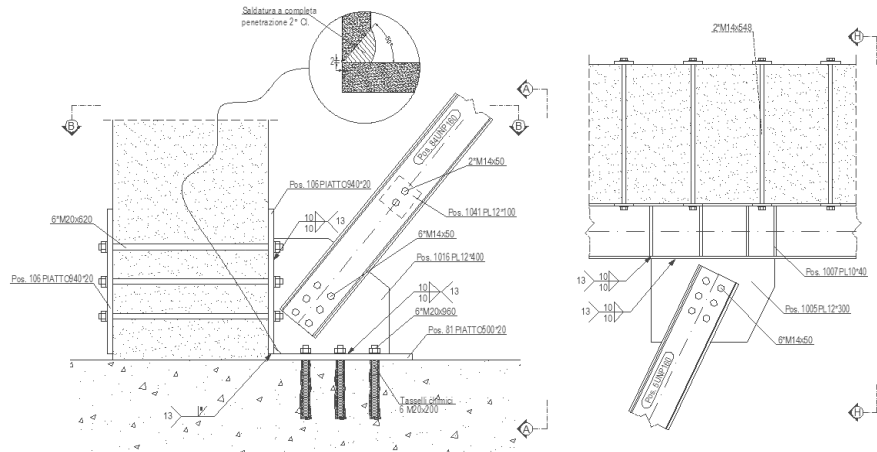


Fig. 8 – Parete di controvento

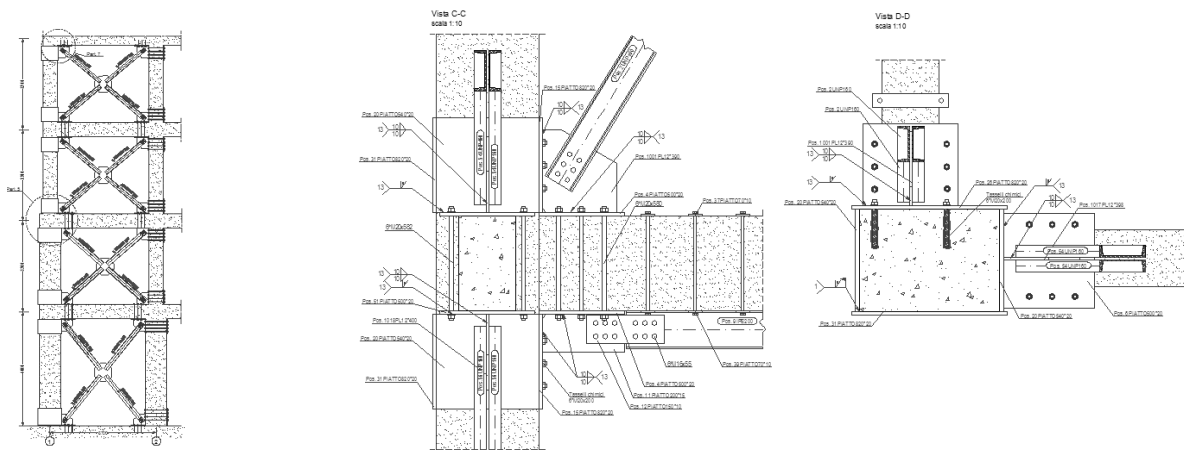


Fig. 9 - Parete di controvento d'angolo

all'inghisaggio di due monconi predisposti per un giunto GASCI sulle facce dei rispettivi pilastri con ancorante chimico e successivamente, una volta accertata la misura in cantiere, è stata inserita la trave di collegamento.



Fig. 10 – A) Collegamento telai – B) Vista di un triplice intervento – C) Particolare controvento

### 3.1.6. Realizzazione di una sottostruttura intelaiata in acciaio a sostegno del manto di copertura

L'intervento tende a collegare opportunamente il manto di copertura a falde alla struttura intelaiata in c.a. e allo stesso tempo diminuire il considerevole peso dei setti murari in conci di calcarenite che rappresentano anche una massa sismica di non trascurabile rilevanza.

La struttura intelaiata in acciaio è composta da piedritti in HEA 140 e travi in IPE 180 sia portanti sia di collegamento trasversale. Previo il taglio dei setti murari i piedritti sono stati inse-

riti e inghisati ai sottostanti pilastri tramite tasselli chimici. Puntellati gli arcarecci su entrambi i lati del setto si è proceduto al taglio orizzontale della muratura. Quindi è stata inserita la trave portante IPE 180 da collegare con giunto flangiato ai piedritti. Infine si è operato il collegamento trasversale tra i telai in acciaio con IPE 180.

### 3.2 Calcolo dell'azione sismica

Le azioni sismiche, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Posto che i parametri della struttura sono i seguenti:

Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suo- lo	S
IV	100.0	2.0	200.0	B	1,2

Tab. 2

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali. Si ottiene che l'ordinata dello spettro elastico  $S_e(T)$  nel tratto  $T_b$ - $T_c$  per stato limite SLV è pari a 0.302 g, valore di tutto rispetto per una struttura sita in zona 4.

## 4 METODO DI ANALISI

Per l'analisi della risposta della struttura per *combinazioni di carico sismiche* si è utilizzata l'*analisi statica non lineare*.

Per l'analisi della risposta della struttura nelle *combinazioni dei soli carichi verticali* si è utilizzata un'*analisi lineare*.

### 4.1. Verifica degli elementi strutturali

Per la verifica degli elementi strutturali si è eseguita una distinzione fra elementi/meccanismi "duttili" e "fragili". I primi sono stati verificati controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità di deformazione. I secondi sono stati verificati controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

#### 4.1.1. Verifica della capacità di deformazione

La rotazione rispetto alla corda degli elementi D2 va confrontata alla capacità totale di rotazione della sezione, la capacità della sezione varia a seconda dello stato limite che si sta analizzando.

#### 4.1.2. Verifica di resistenza

Richiede la presenza dell'armatura trasversale lungo tutto l'elemento D2. La verifica eseguita è una verifica a taglio degli elementi D2, in cui la sollecitazione viene calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo C8.7.2.4 del DM 14/1/2008.

## 5 CONCLUSIONI

Le analisi e le verifiche eseguite dimostrano che gli interventi progettati nel loro complesso hanno permesso alla struttura di raggiungere quell'alto livello di sicurezza richiesto dalle NTC e legato al suo utilizzo di struttura strategica, partendo da una condizione di assoluta inadeguatezza sismica.